

I-586 明石海峡大橋主塔独立時の振動特性試験

本州四国連絡橋公団	正会員○ 秦 健作
本州四国連絡橋公団	正会員 辰巳 正明
2P主塔工事共同企業体	正会員 大倉 幸三
3P主塔工事共同企業体	正会員 大西 悦郎
三菱重工業(株)	正会員 佐々木伸幸

1. まえがき

本報は、現在建設中である明石海峡大橋主塔の耐風制振対策工事の一環として実施した主塔独立時(主塔のみが完成した状態)の振動特性の実測結果をまとめたものである。本主塔は、架設中のみならず、吊橋完成後も風による振動が問題となることが予測されたため、主塔の架設段階から吊橋完成後まで、制振装置(TMDおよびAMD)により有害な振動を抑止することとしている。¹⁾

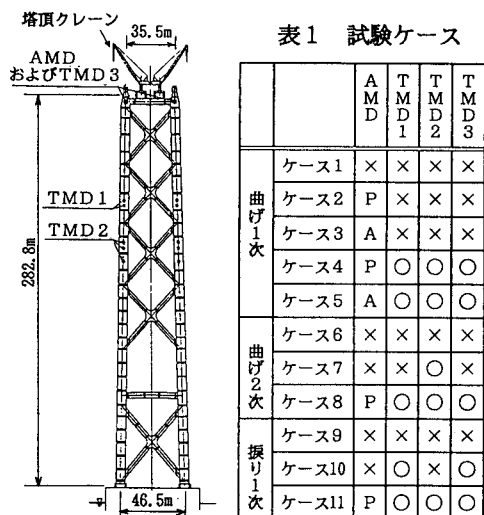
これら制振装置の性能を有効に発揮するために、本主塔の架設に当っては各架設段階で主塔の振動特性を実測確認すると共に、強風時の主塔および制振装置の挙動を監視するための動態観測を行っている。本文は、これら一連の実橋計測のうち2P主塔(本土側)がほぼ完成状態(図1)に達した1993年6月末に実施した加振試験結果について述べる。

2. 試験方法

試験時の主塔の制振装置の設置状態を図1に示す。主塔頂部のAMDはセミアクティブ型制振装置で曲げ1次振動を対象に調整している。TMD1およびTMD3は曲げ2次振動に、またTMD2は振り振動をそれぞれ対象としてチューニングしている。

加振方法は塔頂のAMDを起振機として用い、東西の2台を同相または逆相で連動制御し、曲げ振動または振り振動を加振した。加振に先立って、常時微動観測により試験対象モードの振動数を求めておき、この振動数に合わせてAMDのウェイトを作動させ、ウェイトのストロークを徐々に増大させ加振を行った。そして主塔の振動振幅が所定の値まで成長した時点で起振機を停止または制振装置に切り替えた。試験時の主塔最大振幅については、ケース1の曲げ1次の塔単独状態で本四公団風洞試験要領の基準振幅である塔高の1/500(約60cm)を目標とした。

計測は主塔振動(速度計)、各制振装置のウェイト変位、制御信号および風速などで、これらはすべて既設の動態観測設備²⁾のものを使用した。試験のケースを表1に示す。試験対象とした3つのモードに対し、11ケースの試験を行った。ケース1、6および9はそれぞれ3つのモードの制振装置非作動時の主塔のみの状態である。また、ケース2、3および



○: TMD作動
 ×: TMD非作動
 P: パッシブ状態作動
 A: アクティブ状態作動

図1 主塔状態および制振装置の配置(主塔独立時試験時)

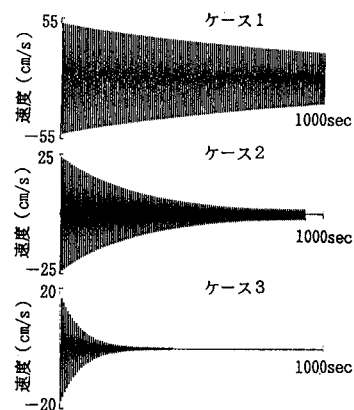


図2 自由減衰波形例(曲げ1次)

ケース7およびケース10は各モードのそれぞれに対し、主体的に制振を担っている制振装置のみを単独に作動させたケースである。また、その他のケース4, 5およびケース8およびケース11は、全部の制振装置を作動させた状態であり、実際の作動状況はこの状態になる。なお、AMDについては主塔工事完了後のケーブル工事に際しアクティブ状態とパッシブ状態を適宜使い分けていることから、その両状態にて試験を行った。

3. 試験結果および考察

曲げ1次振動での自由減衰波形の代表例を図2に示す。各ケースとも良好な減衰波形であることが判る。全ケースの自由減衰波形から求めた振動数およびモード形状の実測値を計算値と対比して表2に示す。3つのモードとも実測値と計算値はよく一致していることが認められる。

次に、減衰特性の振幅依存性を求めた結果の例を図3に示す。耐風設計上、主塔振幅が大きい範囲の減衰値が重要と考えられるので、今回試験の対数減衰率の実測値として最大振幅時の値を採用した。対数減衰率の実測値と設計計画値をまとめて表3に示す。表3から減衰特性について次のことが言える。1) 基本データである主塔のみの δ を見ると曲げ1次は0.0067であり、本四公団耐風設計基準の規定値0.01より若干低い値である。また曲げ2次、振り1次は0.038, 0.028であり、設計基準値よりかなり大きい。なお、曲げ2次については塔頂クレーンの共振が見られ、この影響による減衰増大が考えられる。2) 制振装置作動時の δ は、各モードに対し主体的に制振を分担する各制振装置、すなわち曲げ1次はAMD、曲げ2次はTMD2、振り1次はTMD1, 3が計画通り主体的に機能しており、各制振装置のみを単独に作動させた状態で全て計画値を上回る減衰値が得られている。3) 全ての制振装置を同時に作させた場合、上記2)の単独作動時に比し、他の制振装置の副次的な寄与により、若干減衰が増加するモードもある。ただし、この効果による減衰増加の程度は小さく $\delta = 0.01$ 以下程度である。

4. まとめ

試験の結果、本主塔の各種制振装置の性能が定量的に実測確認され、耐風対策の妥当性が検証できたといえる。

さらに、主塔独立時の構造減衰に関し、大振幅時の実測データが得られ、今後の耐風設計資料として役立つものと考えられる。

参考文献 1)辰巳, 他:「明石海峡大橋主塔の制振対策」, 第2回振動制御に関する工研研論文集, 1993.8
2)佐々木, 他:「明石海峡大橋主塔の架設時動態観測」, 土木学会第48回年次講演会, 1993.9

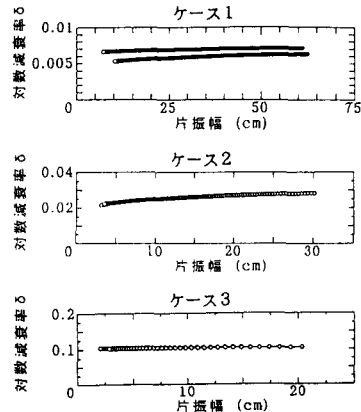


図3 対数減衰率の振幅依存性(曲げ1次)

表2 固有振動数およびモード

	固有振動数 (Hz) 〔固有周期 (sec)〕		振動モード — 計算値 ● 実測値
	計算値	実測値	
曲げ1次	0.127 (7.87)	0.126 (7.94)	
曲げ2次	0.677 (1.48)	0.673 (1.49)	
振り1次	0.473 (2.11)	0.471 (2.12)	

表3 対数減衰率のまとめ

	試験 ケース	対数減衰率 δ		最大振幅 (cm)
		実測値	計画値	
曲げ1次 ($f=0.126\text{Hz}$)	ケース1	0.0067	0.0100	62
	ケース2	0.028	0.0244	26
	ケース3	0.105	0.0752	19
	ケース4	0.036	0.0244	21
	ケース5	0.111	0.0752	21
曲げ2次 ($f=0.673\text{Hz}$)	ケース6	0.038	0.0100	1.3
	ケース7	0.080	0.0454	0.9
	ケース8	0.096	0.0454	1.0
振り1次 ($f=0.471\text{Hz}$)	ケース9	0.028	0.0100	5.3
	ケース10	0.075	0.0418	3.0
	ケース11	0.075	0.0418	3.0